

P4-부산방향 구조계산서

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

- | | |
|------------|--------------|
| 1) 구 조 형 식 | : π 형 교각 |
| 2) 상 부 형 식 | : STEEL BOX |
| 3) 교 량 등 급 | : 1 등교 |
| 4) 기 초 형 식 | : PILE 기초 |

3.2 하 중

- | | | |
|-----------------|-------------------|----------------------|
| 1) 철근콘크리트의 단위중량 | : γ_c = | 25 kN/m ³ |
| 2) 기초지반의 단위중량 | : γ_{s2} = | 20 kN/m ³ |
| 3) 교량받침 마찰계수 | : f_s = | 0.05 |

3.3 사 용 재 료 강 도

- | | | | |
|---------------------|--------------|------------|-----------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도 | : f_{ck} = | 두부보: | 24 MPa |
| | | 기둥: | 24 MPa |
| | | 기초: | 24 MPa |
| - 탄성계수 | : E_c = | 두부보: | 25811 MPa |
| | | 기둥: | 25811 MPa |
| | | 기초: | 25811 MPa |
| 2) 철근의 항복 강도(SD3.0) | : f_y = | 두부보: | 400 MPa |
| | | 기둥: | 400 MPa |
| | | 기초: | 400 MPa |
| - 탄성계수 | : E_s = | 200000 MPa | |

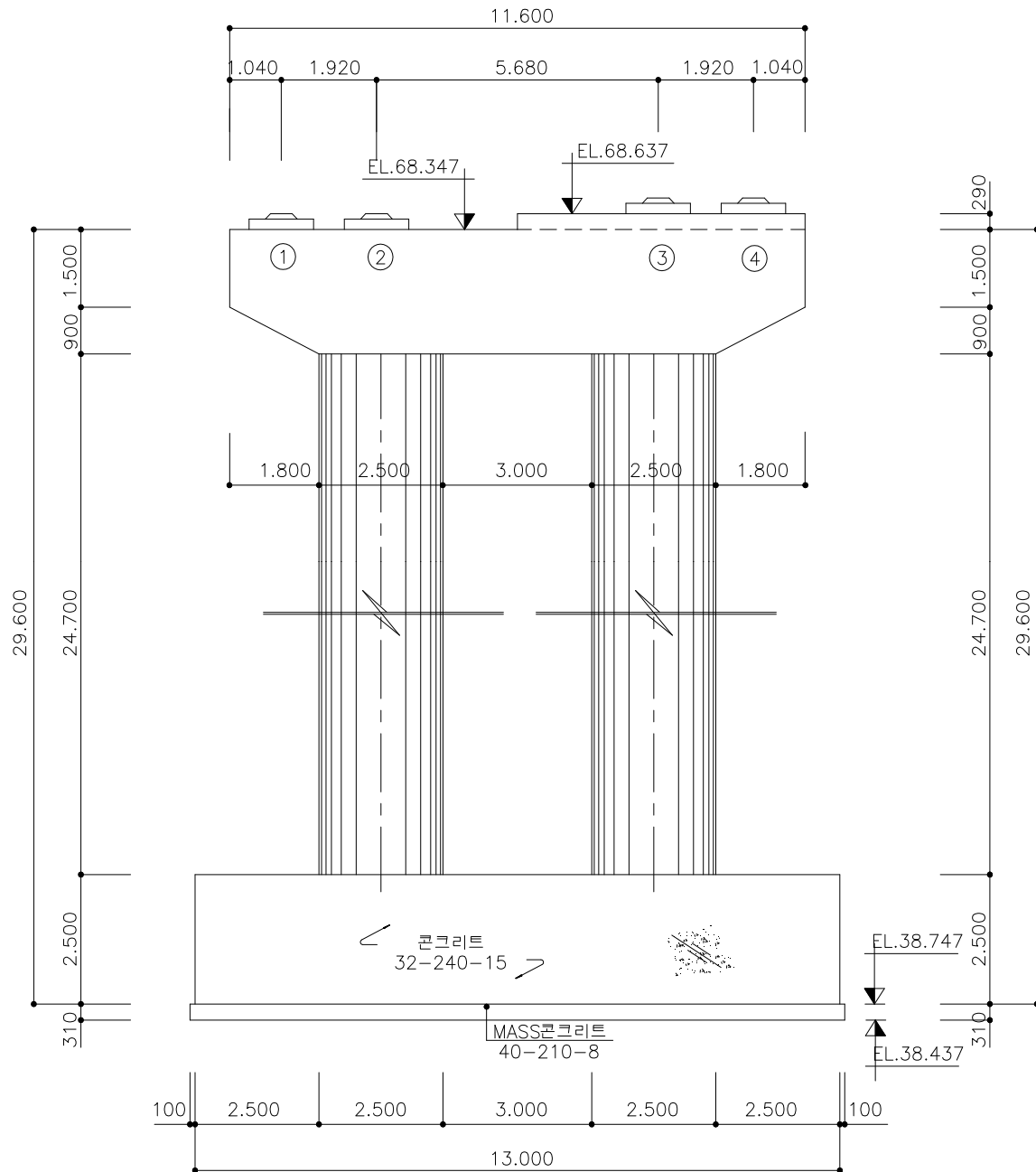
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 1) 안 정 성 검 토 | : 허용응력 설계법 |
| 2) 단 면 설 계 | : 극한강도 설계법 |

3.6 참 고 문 헌

- | | |
|----------------|-------------------|
| 1) 도로교 설계기준 | : 국토해양부 (2010) |
| 2) 콘크리트구조 설계기준 | : 한국콘크리트학회 (2012) |
| 3) 도로설계 편람 | : 국토해양부 (2008) |
| 4) 도로 설계 요령 | : 한국도로공사 (2009) |

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)
1	-4560.779	-852.819
2	-4560.779	-575.908
계	-9121.558	-1428.727

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.6 / 3.73 = 3.378 \quad \therefore W1 = (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0$$

$$W1 = (4.0 - 0.2 \times 3.378) \times 3.73 = 12.400 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

$$P1 = 12.4 \times (50 + 50) / 3 \times \sin 90 = 620 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73 / 2 + 0.4 + 1.79 / 2 = 3.160 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 620 \times 3.16 = 1959.2 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 2.69 \times 2.5 = 20.175 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.79 / 2 = 1.875 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재하 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 62.292 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중(WL)

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다.

[도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.5 \times (50 + 50) / 2 \times \sin 90.0 = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.79 / 2 = 5.575 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 75 \times 5.575 = 418.125 \text{ kN.m}$$

5.5 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
SVB01	1.00	1.00		
SVB02	1.00			
SVB03	1.00		1.00	
SVB04	1.00	1.00	0.50	1.00
SVB05	1.00		0.50	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

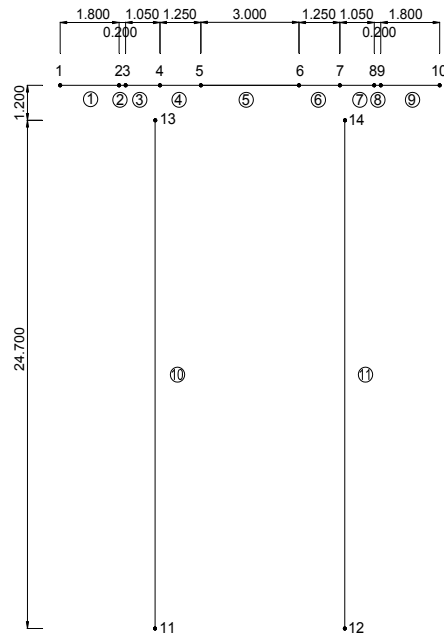
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

5.6 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	27.100	7	8.550	27.100
2	1.800	27.100	8	9.600	27.100
3	2.000	27.100	9	9.800	27.100
4	3.050	27.100	10	11.600	27.100
5	4.300	27.100	11	3.050	0.000
6	7.300	27.100	12	8.550	0.000

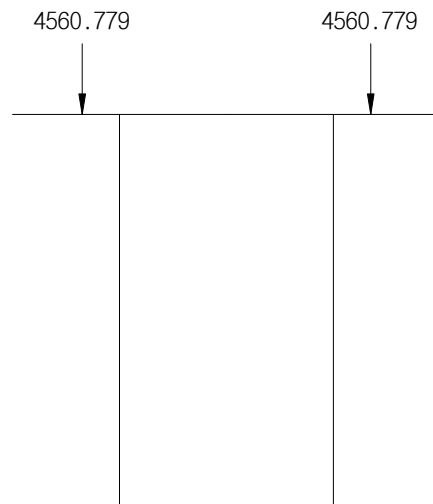
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.500	1.588	3.970	8.342770	2.067708	
②	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
③	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
④	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑤	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑥	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑦	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑧	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑨	2.500	2.400	6.000	8.342770	2.067708	
⑩	2.500	1.588	3.970	1.917476	1.917476	
⑪	2.500	24.700	61.750	1.917476	1.917476	

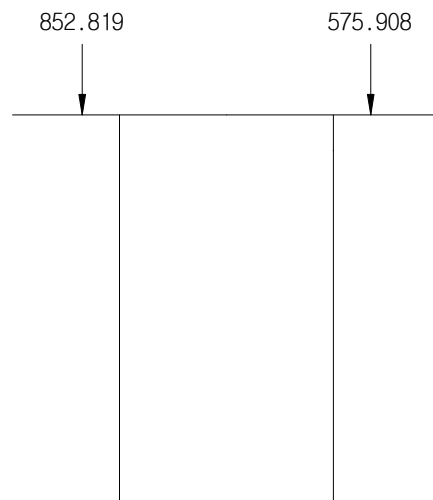
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



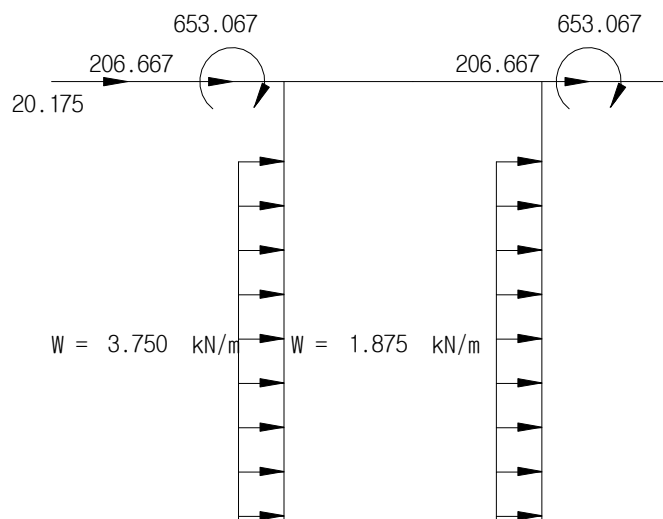
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

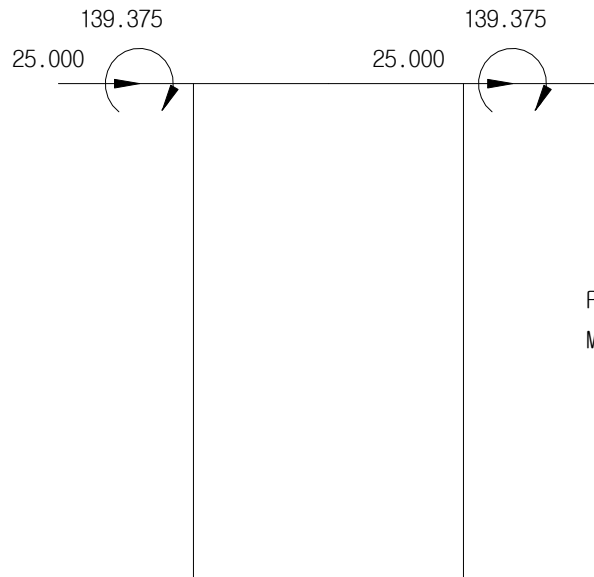
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 620 / 3 = 206.667 \text{ kN}$$

$$M = 1959.2 / 3 = 653.067 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

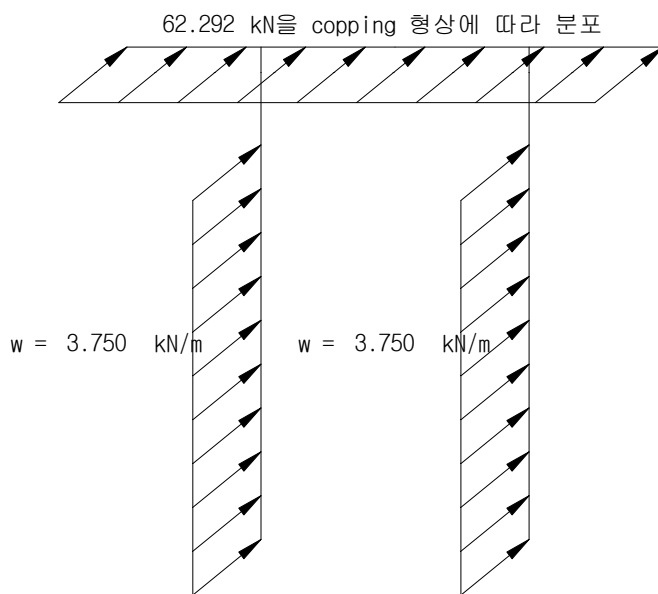


$$P = 75 / 3 = 25.000 \text{ kN}$$

$$M = 418.125 / 3 = 139.375 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 10

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5324.370	-1150.400	-71.099	-8296.910	605.741	-71.099	
L	-894.770	-205.771	-10.862	-894.770	62.531	-10.862	
W-L0	0.000	190.296	-158.580	0.000	5251.140	-251.205	
W-TR	1293.470	-2610.780	-206.080	1293.470	3623.310	-298.705	
WL	-269.398	-269.398	-25.000	348.102	348.102	-25.000	

② 기둥 : 부재번호 11

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5324.370	1150.400	71.099	-8296.910	-605.741	71.099	
L	-533.957	145.744	10.862	-533.957	-122.558	10.862	
W-L0	0.000	190.296	-158.580	0.000	5251.140	-251.205	
W-TR	-1293.470	-2676.980	-227.429	-1293.470	3512.480	-273.742	
WL	-159.554	-269.398	-25.000	1595.554	348.102	-25.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-195.657	4919.849	-195.657	-4765.395	
L	-223.865	852.819	-151.176	-575.908	
W-L0	59.472	-21.780	59.472	59.580	
W-TR	653.067	0.000	-653.067	0.000	
WL	139.375	0.000	-139.375	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-3653.954	-220.650	-3488.467	220.650	-3653.954	404.524	
L	-624.216	-41.951	-498.363	-41.951	-445.925	-41.951	
W-L0	61.184	99.000	-34.441	54.000	61.184	-54.000	
W-TR	3511.140	1293.474	1894.298	1293.474	-1986.123	1293.474	
WL	438.773	159.554	239.331	159.554	-239.331	159.554	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 10

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-6219.140	-1356.171	-81.961	-9191.680	668.272	-81.961	
SVB02	-5324.370	-1150.400	-71.099	-8296.910	605.741	-71.099	
SVB03	-4030.900	-3761.180	-277.179	-7003.440	4229.051	-369.804	
SVB04	-5841.803	-2930.959	-210.001	-8196.843	2828.029	-256.314	
SVB05	-4947.033	-2725.188	-199.139	-7302.073	2765.498	-245.452	

② 기둥 : 부재번호 11

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5858.327	1296.144	81.961	-8830.867	-728.299	81.961	
L	-5324.370	1150.400	71.099	-8296.910	-605.741	71.099	
W-L0	-6617.840	-1526.580	-156.330	-9590.380	2906.739	-202.643	
W-TR	-6664.616	-311.744	-56.753	-7882.048	1376.043	-79.910	
WL	-6130.659	-457.488	-67.616	-7348.091	1498.601	-90.772	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 10

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-6219.140	-1356.171	-81.961	-9191.680	668.272	-81.961	
SVB02	-5324.370	-1150.400	-71.099	-8296.910	605.741	-71.099	
SVB03	-4030.900	-3761.180	-277.179	-7003.440	4229.051	-369.804	
SVB04	-5572.405	-2661.561	-185.001	-8544.945	2479.927	-231.314	
SVB05	-4677.635	-2455.790	-174.139	-7650.175	2417.396	-220.452	

② 기둥 : 부재번호 11

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5858.327	1296.144	81.961	-8830.867	-728.299	81.961	
L	-5324.370	1150.400	71.099	-8296.910	-605.741	71.099	
W-L0	-6617.840	-1526.580	-156.330	-9590.380	2906.739	-202.643	
W-TR	-6505.062	-42.346	-31.753	-9477.602	1027.941	-54.910	
WL	-5971.105	-188.090	-42.616	-8943.645	1150.499	-65.772	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-164.393	831.039	-91.704	-516.328	
SVB02	-223.865	852.819	-151.176	-575.908	
SVB03	-84.490	852.819	-290.551	-575.908	
SVB04	-94.706	831.039	-161.392	-516.328	
SVB05	-154.178	852.819	-220.864	-575.908	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-563.032	57.049	-437.179	12.049	#REF!	-95.951	
SV002	-624.216	-41.951	-498.363	-41.951	-445.925	-41.951	
SV003	-185.443	117.603	-259.032	117.603	-685.256	117.603	
SV004	-343.646	136.826	-317.514	91.826	#REF!	-16.174	
SV005	-404.830	37.826	-378.698	37.826	-565.591	37.826	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기동 : 부재번호 10

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8845.437	-1937.928	-115.783	-12709.739	921.905	-115.783	
ULB02	-6921.681	-1495.520	-92.429	-10785.983	787.463	-92.429	
ULB03	-5240.170	-4889.534	-360.333	-9104.472	5497.766	-480.745	
ULB04	-7594.344	-3810.247	-273.002	-10655.896	3676.437	-333.208	
ULB05	-6431.143	-3542.744	-258.881	-9492.695	3595.147	-319.087	
ULB06	-8084.882	-1763.022	-106.550	-11949.184	868.753	-106.550	

② 기동 : 부재번호 11

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8069.689	1808.870	115.783	-11933.991	-1050.963	115.783	
ULB02	-6921.681	1495.520	92.429	-10785.983	-787.463	92.429	
ULB03	-8603.192	-1984.554	-203.229	-12467.494	3778.761	-263.436	
ULB04	-8664.001	-405.267	-73.779	-10246.662	1788.856	-103.882	
ULB05	-7969.857	-594.734	-87.900	-9552.518	1948.181	-118.004	
ULB06	-7615.825	1684.987	106.550	-11480.127	-946.789	106.550	

2) 교축방향

① 기동 : 부재번호 10

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8845.437	-1937.928	-115.783	-12709.739	921.905	-115.783	
ULB02	-6921.681	-1495.520	-92.429	-10785.983	787.463	-92.429	
ULB03	-6921.681	-1248.135	-298.583	-10785.983	7613.945	-418.995	
ULB04	-8084.882	-1639.330	-209.627	-11949.184	4281.994	-269.833	
ULB05	-6921.681	-1371.828	-195.506	-10785.983	4200.704	-255.712	
ULB06	-8084.882	-1763.022	-106.550	-11949.184	868.753	-106.550	

② 기동 : 부재번호 11

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-8069.689	1808.870	115.783	-11933.991	-1050.963	115.783	
ULB02	-6921.681	1495.520	92.429	-10785.983	-787.463	92.429	
ULB03	-6921.681	1742.905	-113.725	-10785.983	6039.019	-234.138	
ULB04	-7615.825	1808.680	3.473	-11480.127	2466.452	-56.733	
ULB05	-7244.127	-3336.337	-343.579	-11108.429	6637.146	-463.991	
ULB06	-7615.825	1684.987	106.550	-11480.127	-946.789	106.550	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-735.664	8229.365	-579.383	-7433.216	
ULB02	-254.354	6395.804	-254.354	-6195.014	
ULB03	-177.041	6395.804	-1103.341	-6195.014	
ULB04	394.202	6395.804	-1193.935	-6195.014	
ULB05	351.327	6395.804	-860.035	-6195.014	
ULB06	-545.379	7504.468	-450.883	-6943.694	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-6092.205	-377.040	-5606.488	196.650	-5708.879	435.687	
SV002	-4750.140	-286.845	-4535.007	286.845	-4750.140	525.881	
SV003	-185.658	1394.671	-2072.420	1968.361	-7332.100	2207.397	
SV004	99.544	1498.381	-1916.855	2072.071	-7487.665	2311.108	
SV005	-2467.899	553.913	-3303.713	1127.603	-6041.120	1366.639	
SV006	-5561.621	-341.381	-5182.879	232.309	-5329.843	471.345	

8. 코핑부 검토

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 3)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

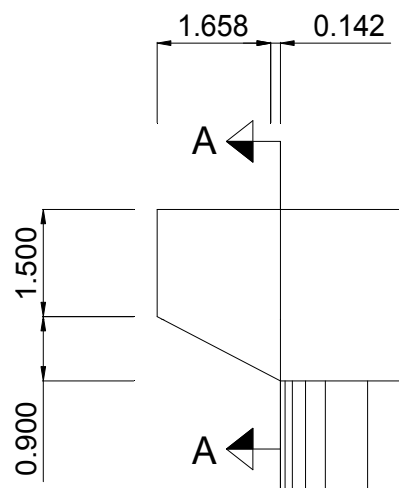
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142 m (= 1.25 - 2.216 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8229.365 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 735.664 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 735.664 / 8229.365 = 0.089 \text{ m}$$

$$d = 2.4 - 0.116 = 2.284 \text{ m}$$

$$a/d = 0.089 / 2.284 = 0.039 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.80, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	2400.0	2284.0	100.0	2433.1	8229.4

$$a = 89 \text{ mm}, d = 2284 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.039) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2433.1 \geq 0.5 \times 2284 = 1142\text{mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8229.365 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 735.664 = 1645.873 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 735.664 + 1645.873 \times (2.4 - 2.284) = 926.585 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2284 = 30696.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2284 = 35813.120 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 35813.12 = 30441.152 \text{ kN} \geq v_u (=8229.365 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75, \mu = 1.4 \lambda, \lambda = 1.0)$$

$$= 8229.365 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 19593.726 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 735.664 + 1645.873 \times (2.4 - 2.284) = 926.585 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$$

$$0.85 \times f_{ck} \times b$$

$$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}$$

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{2284 - \sqrt{[2284^2 - 4 \times 926585 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{1270.24}$$

$$= 1270.24 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 8229.365 = 1645.873 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1645873 / (0.8 \times 400) = 5143.353 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 18205.837 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2284$$

$$= 15348.480 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 18205.837 \text{ mm}^2, 15348.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (18205.837 - 5143.353) \\ = 6531.242 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D19 - 6EA = 286.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2284 = 1522.667 \text{ mm} \text{ 구간에 9단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D19 - 54 EA = 15471.000 \text{ mm}^2 \geq 6531.242 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.089 \text{ m} < 2d (= 4.600 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 = 0.0445 \text{ m} \quad (< 2.300 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - Vu = 5.631 \text{ kN}$$

부재번호 : 1 (I단 : 절점1, J단 : 절점2) 부재길이(L) : 1.800 m

$$Vui = 0 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 227.755 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.598 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - I \text{ 단 좌표}) \\ = 0 + (227.755 - 0) / 1.8 \times (2.598 - 0) \\ = 328.726 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	178.0	2284.0	328.7	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = As \times fy = 28732 \times 400 = 11492800.000$$

$$C = 0.85 \times fck \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm}$$

$$\epsilon_y = fy / Es = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (2300 - 236.711) / 236.711 = 0.0261$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 948.717 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 30.285 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \quad \text{적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00449$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (2284 - 201.204 / 2) = 21329.353 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 735.664 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 28.993]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2284$$

$$= 19581.221 \text{ kN} \geq V_u (= 328.726 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2284 = 4438.41 \text{ kN}, \quad \Phi V_c / 2 = 2219.205 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 328.726 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 6.751]$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

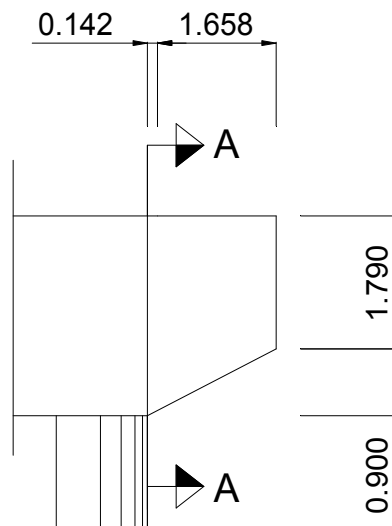
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142 m (= 1.25 - 2.216 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7433.216 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 579.383 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 579.383 / 7433.216 = 0.078 \text{ m}$$

$$d = 2.4 - 0.116 = 2.284 \text{ m}$$

$$a/d = 0.078 / 2.284 = 0.034 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.80, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	2400.0	2284.0	100.0	2732.6	7433.2

$$a = 78 \text{ mm}, d = 2284 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.034) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2732.5 \geq 0.5 \times 2284 = 1142 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7433.216 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 579.383 = 1486.643 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 579.383 + 1486.643 \times (2.69 - 2.284) = 1182.96 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2284 = 30696.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2284 = 35813.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 35813.12 = 30441.152 \text{ kN} \geq v_u (=7433.216 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\phi_v = 0.75, \mu = 1.4 \lambda, \lambda = 1.0)$$

$$= 7433.216 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 17698.133 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 579.383 + 1486.643 \times (2.4 - 2.284) = 751.834 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{M_u}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$M_n = M_u / \phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \phi)]}$$

$$A_f = \frac{M_u}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$Af = \frac{2284 - \sqrt{[2284^2 - 4 \times 751834 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 1030.297 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 7433.216 = 1486.643 \text{ kN}$$

$$An = Nuc / (\Phi \times fy) = 1486643 / (0.8 \times 400) = 4645.759 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 16444.514 \text{ mm}^2$$

$$As(\min) = 0.04 \times (fck / fy) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2284$$

$$= 15348.480 \text{ mm}^2$$

$$Use As = 28732.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근의 도심 } 116.000 \text{ mm)}$$

1단 : D32-10EA + D32-10EA , d1 = 100 mm

2단 : D29-10EA + D32-10EA , d1 = 200 mm

$$Use As \geq 16444.514 \text{ mm}^2, 15348.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스톱, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (16444.514 - 4645.759)$$

$$= 5899.378 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D19 - 6EA = 286.5 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2284 = 1522.667 mm 구간에 9단 설치

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(10.0단)} : D19 - 54 EA = 15471.000 \text{ mm}^2 \geq 5899.378 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.078 \text{ m} < 2d (= 4.600 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.039 \text{ m} \quad (< 2.300 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = .000 \text{ kN}$$

부재번호 : 9 (I단 : 절점8, J단 : 절점1 부재길이(L) : 1.800 m

$$Vui = 227.755 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 0 \text{ kN (J단)}$$

검토위치(Lc) = 2.603 m (두부보 좌측단에서의 거리)

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - I \text{ 단 좌표})$$

$$= 227.755 + (0 - 227.755) / 1.8 \times (2.603 - 9.8)$$

$$= 1138.395 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	156.0	2284.0	1138.4	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2300 - 236.711) / 236.711 = 0.0261$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 746.944 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 38.466 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00449$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (2284 - 201.204 / 2) = 21329.353 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 579.383 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 36.814 \text{ \%}]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{(24)} / 6 \times 2800 \times 2284$$

$$= 19581.221 \text{ kN} \geq V_u (= 1138.395 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{(24)} \times 2800 \times 2284 = 4438.41 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 2219.205 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1138.395 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 1.949 \text{ \%}]$$

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 2.2^2 / 4)} = 1.079 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 5.8 - 2.216 = 3.584 \text{ m} \\ d &= 2 - 0.1 = 1.9 \text{ m} \\ L_n/d &= 3.584 - 1.9 = 1.684 < 4 \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 깊은 보에 대한 설계

① 좌측 지점부 : UL-1(부재 4)

$$\begin{aligned} a &= 0.062 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.031 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 616.076 \text{ kN} \\ \text{부재번호} &: 4 \text{ (I단 : 절점4, J단 : 절점5)} \quad \text{부재길이}(L) : 1.250 \text{ m} \\ V_{ui} &= 616.076 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = 377.039 \text{ kN} \text{ (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.611 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 616.076 + (377.039 - 616.076) / 1.25 \times (2.611 - 3.05) \\ &= 700.026 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.0	124.0	1900.0	377.0	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ e_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ e_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211 \\ e_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

* 필요철근량 산정

$$\begin{aligned} M_u / \Phi &= A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1} \\ a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2} \end{aligned}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 9600.512 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 2.993 \text{ \%}]$$

$$\text{1단 : D32-10EA + D32-10EA}, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{2단 : D29-10EA + D32-10EA}, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &: 1.4 / f_y = 0.00350 \\ 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y &= 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \quad \text{적용} \\ \rho_{\max} &= 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665 \\ \rho_{\text{use}} &= A_s / b d = 0.0054 \\ \rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} &\rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!! \end{aligned}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m} \\ ; a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm} \\ &\geq M_u (= 6092.205 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 2.885] \end{aligned}$$

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900 \\ &= 6092.205 \text{ kN} \geq V_u (= 700.026 \text{ kN}) \quad 0.K!!! \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 700.026 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 2.637] \end{aligned}$$

② 중앙부 : UL-01(부재 5)

$$\begin{aligned} a &= 0.035 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.0175 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 377.039 \text{ kN} \\ \text{부재번호 : 5 (I단 : 절점5, J단 : 절점6)} &\quad \text{부재길이(L) : 3.000 m} \\ V_{ui} &= 377.039 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = 196.65 \text{ kN (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.625 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 377.039 + (196.65 - 377.039) / 3 \times (2.625 - 4.3) \\ &= 477.756 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	70.0	1900.0	196.7	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 8822.205 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 28732.000 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 3.257 %]

1단 : D32-10EA + D32-10EA , $d_1 = 100 \text{ mm}$

2단 : D29-10EA + D32-10EA , $d_1 = 200 \text{ mm}$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \rho_{\min} = 0.00306 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.0054$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 5606.488 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 3.135 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900$$

$$= 5606.488 \text{ kN} \geq V_u (= 477.756 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \Phi V_c / 2 = 1846.099 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 477.756 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 3.864 \%]$$

③ 우측 지점부 : UL-1(부재 6)

$$a = 0.076 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.038 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 428.421 \text{ kN}$$

$$\text{부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.250 m}$$

$$V_{ui} = -196.65 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = -435.687 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.604 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

$$V_u = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui}) / L \times (L_c - I \text{단 좌표})$$

$$= -196.65 + (-435.687 - -196.65) / 1.25 \times (2.604 - 7.3)$$

$$= 701.364 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	152.0	1900.0	435.7	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 8986.083 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 3.197 \quad]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.0054$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 5708.879 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 3.079 \quad]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 5 \times \sqrt{(24)} / 6 \times 2800 \times 1900$$

$$= 5708.879 \text{ kN} \geq V_u (= 701.364 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{(24)} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 701.364 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 2.632 \quad]$$

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-8296.910	-12709.739	-1937.928	921.095	-115.783	0.00013	축력최대
UL003	-8296.910	-9104.472	-4889.534	5497.766	-360.333	0.01082	모멘트최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62973.920	12709.739	921.095	4.955	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	40120.210	9104.472	5497.766	4.407	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 10, UL001)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.65$, $\theta = 90.000$ 도 (중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	12709.739	921.095	72.470

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot L_c)$$

$$= 12709.739 \times 0.0001343 / (-115.783 \times 27.1)$$

$$= 0.001 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 27.1 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,

$$k = 1.000$$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r \leq 34 - 12 (M1/M2)$$

$$= 1 \times 24.7 / 0.55$$

$$= 44.909 \leq 59 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경 (기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 24.700 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1 = -1937.928 kN.m, M2 = 921.095 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -2.104$$

㉤ 철근비 검토

• 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)

• 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)

• 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12709.739 kN	921.095 kN.m	72.470 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 72.47 \text{ mm} \quad \therefore e = 72.47 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 96882.95 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 7021.26 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 62973.92 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 4563.82 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 10, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_c = 0.65, \theta = 90.000^\circ \text{ (중립축각도)}$$

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	9104.472	5497.766	603.850

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 9104.472 \times 0.01082 / (-360.333 \times 27.1) \\
 &= 0.010 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 27.1 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$$

$$= 1 \times 24.7 / 0.55$$

$$= 44.909 > 45 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 24.700 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -4889.534 \text{ kN.m}$, $M_2 = 5497.766 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.889$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
9104.472 kN	5497.766 kN.m	603.850 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 603.45 \text{ mm} \approx e = 603.85 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 61723.39 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 37247.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 40120.21 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 24210.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형
하중조합 UL001

검토 조건		
f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	12709.74 kN
M_u	=	921.10 kN · m
Θ	=	0.00 °

▪ 평형편심상태		
e_b	=	0.758 m
ΦP_b	=	33605.31 kN
ΦM_b	=	25462.32 kN · m
▪ 작용편심에서의 설계강도		
e	=	0.072 m
ΦP_n	=	62973.92 kN
ΦM_n	=	4563.82 kN · m
▪ 사용철근량		
A_s	=	55230.30 mm ²

검토단면 총실 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.917476 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.917476 \text{ m}^4$ $A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $K_x = -$ $K_y = -$ $\rho = 0.0113$ $P_u = 9104.47 \text{ kN}$ $M_u = 5497.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_b = 33605.31 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.603 \text{ m}$ $\Phi P_n = 40120.21 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 24210.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

9.2 교축방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-8296.910	-12709.739	-1937.928	921.905	-115.783	0.00000	축력최대
UL005	-8296.910	-10785.983	-1248.135	7613.945	-293.583	0.00136	모멘트최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62973.920	12709.739	921.905	4.955	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	35557.730	10785.983	7613.945	3.297	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 10, UL001)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.65$, $\theta = 90.000$ 도 (중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	12709.739	921.905	72.540

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot L_c)$$

$$= 12709.739 \times 0 / (-115.783 \times 27.1)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 27.1 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r \leq 34 - 12 (M1/M2)$$

$$= 1 \times 24.7 / 0.55$$

$$= 44.909 \leq 59 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경 (기동지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 24.700 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 ($M1 = -1937.928 \text{ kN.m}$, $M2 = 921.905 \text{ kN.m}$)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -2.102$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12709.739 kN	921.905 kN.m	72.540 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 72.54 \text{ mm} \quad \therefore e = 72.54 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96882.95 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 7027.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 4567.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 10, UL005)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 0 \text{ MPa}, f_y = 0 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_c = 0.65, \theta = 90.000 \text{ 도 (중립축각도)}$$

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	10785.983	7613.945	705.910

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 10785.983 \times 0.001359 / (-293.583 \times 27.1)$$

$$= 0.002 \leq 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 27.1 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$$

$$= 1 \times 24.7 / 0.55$$

$$= 44.909 > 36 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(24.700 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -1248.135 \text{ kN.m}$, $M_2 = 7613.945 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.164$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10785.983 kN	7613.945 kN.m	705.910 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 707.05 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 705.91 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 54705.20 \text{ kN}$$

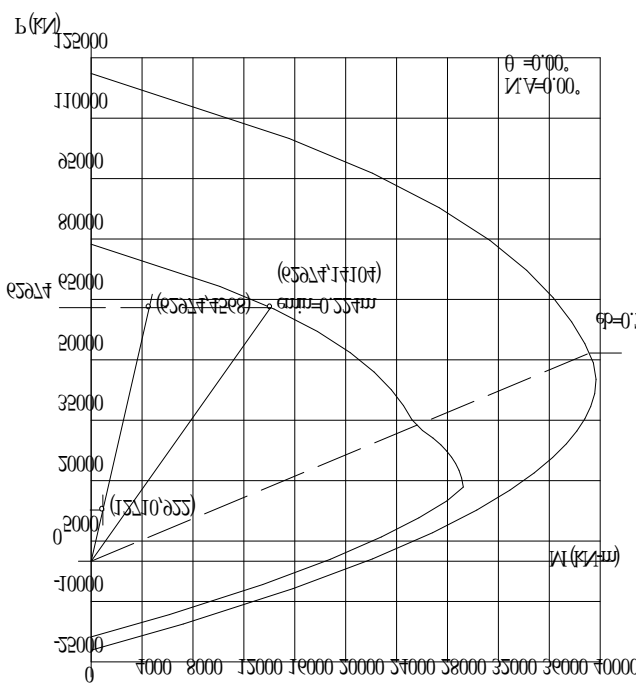
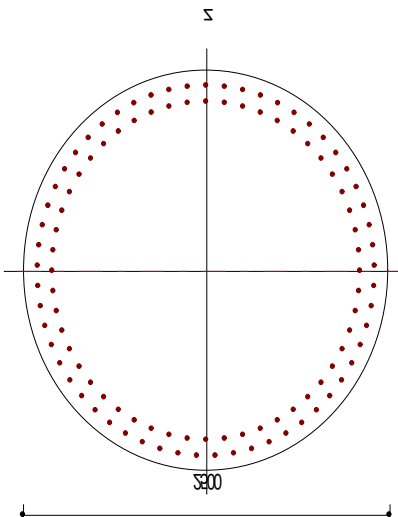
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 38678.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 35557.73 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 25141.17 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.917476 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.917476 \text{ m}^4$ $A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0113$ $P_u = 12709.74 \text{ kN}$ $M_u = 921.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_b = 33605.31 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.073 \text{ m}$ $\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 4567.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 원형 하중조합 UL005	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.917476 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.917476 \text{ m}^4$ $A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0113$ $P_u = 10785.98 \text{ kN}$ $M_u = 7613.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_b = 33605.31 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.707 \text{ m}$ $\Phi P_n = 35557.73 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 25141.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

9.3 합성부재력

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-12709.739	921.905	921.905	1303.771	축력최대
UL003	-9104.472	7613.945	5497.766	9391.357	모멘트최대
UL003	-10785.983	7613.945	5497.766	9391.357	모멘트최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{Mx^2 + My^2}$

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62973.920	12709.739	1303.771	4.955	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	26972.960	9104.472	9391.357	2.963	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	30817.950	10785.983	9391.357	2.857	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 10, UL001)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{ma} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12709.739 kN	1303.771 kN.m	102.580 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 102.58 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 102.58 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96628.93 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 9938.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 6459.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 10, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
9104.472 kN	9391.357 kN.m	1031.510 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 1039.67 \text{ mm} \approx e = 1031.51 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 37660.10 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39154.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi = 0.716$$

$$\phi P_n = 26972.96 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\phi M_n = 28043.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 10, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
10785.983 kN	9391.357 kN.m	870.700 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 868.77 \text{ mm} \approx e = 870.70 \text{ mm}$$

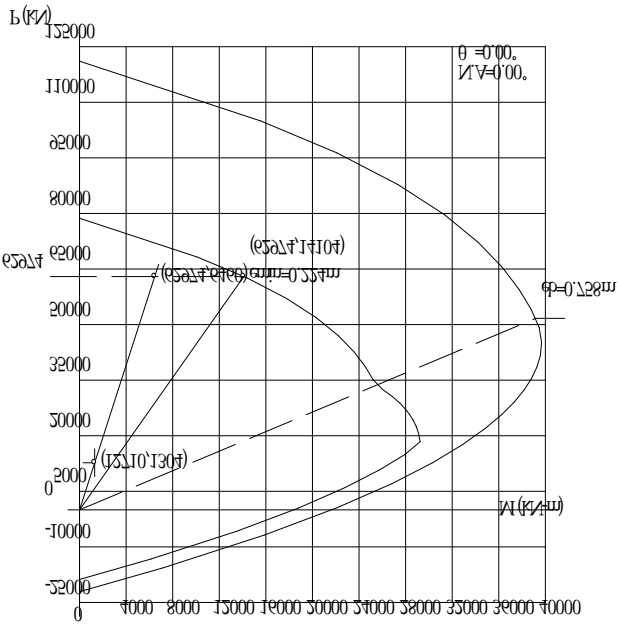
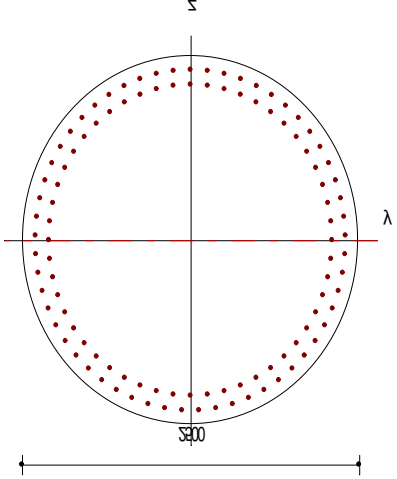
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 45670.20 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39677.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi = 0.65$$

$$\phi M_n = 26773.80 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

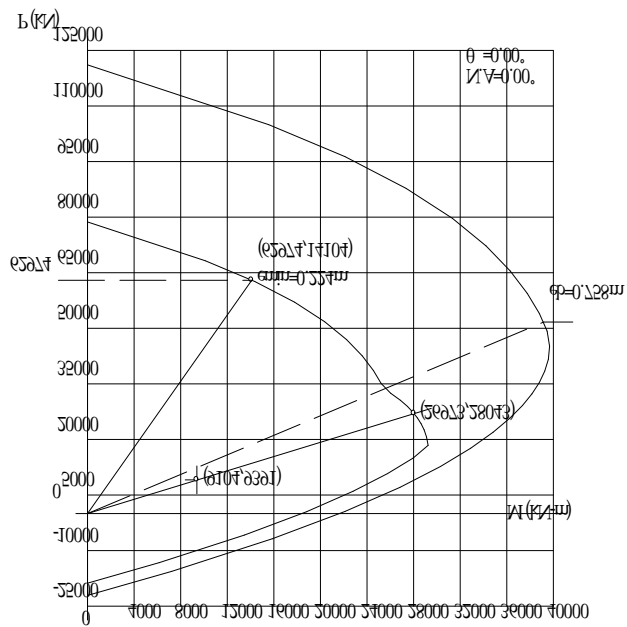
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.917476 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.917476 \text{ m}^4$ $A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $K_x = -$ $K_y = -$ $\rho = 0.0113$ $P_u = 12709.74 \text{ kN}$ $M_u = 1303.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_b = 33605.31 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.103 \text{ m}$ $\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 6459.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

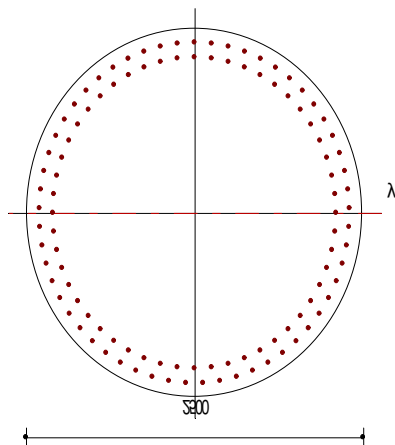
검토단면 중심 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	9104.47 kN
M_u	=	9391.36 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.758 m
ΦP_b	=	37028.98 kN
ΦM_b	=	28056.39 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	1.040 m
ΦP_n	=	26972.96 kN
ΦM_n	=	28043.01 kN · m

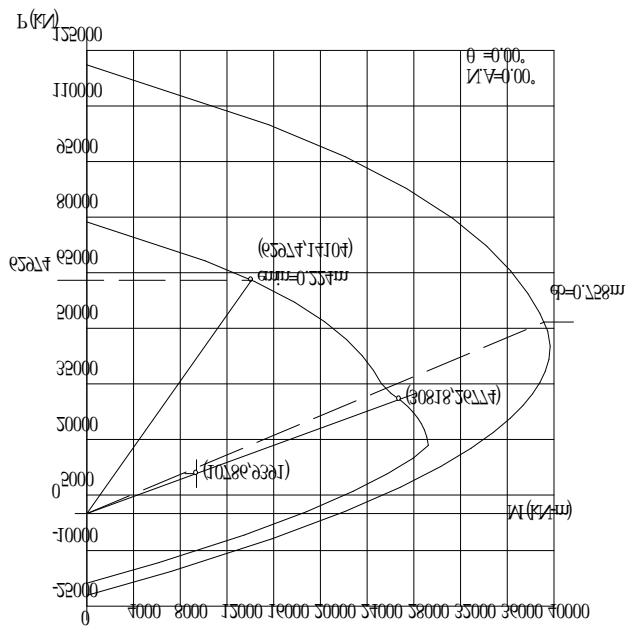
■ 사용철근량

A_s	=	55230.30 mm ²
-------	---	--------------------------

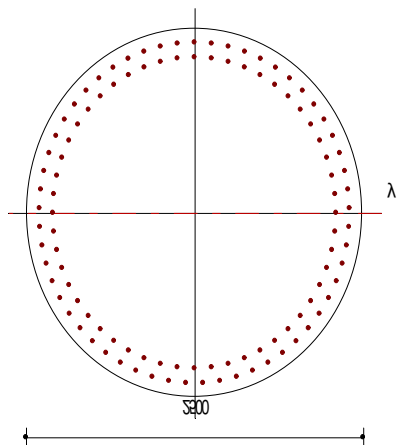
검토단면 중심 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	10785.98 kN
M_u	=	9391.36 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.758 m
ΦP_b	=	34887.14 kN
ΦM_b	=	26433.55 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.869 m
ΦP_n	=	30817.95 kN
ΦM_n	=	26773.80 kN · m

■ 사용철근량

A_s	=	55230.30 mm ²
-------	---	--------------------------